

鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の ハイブリッド地震応答実験

宇佐美勉¹・本間大介²・芳崎一也³

¹フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程(前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 日本車輛製造株式会社 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町 1-1)

市街地における高架橋は、立地的な条件から様々な構造形態の橋脚が使われ、上部構造重量が偏心して作用する橋脚も多く見られる。しかし、偏心圧縮力を受ける橋脚に対する実験的な研究は、これまで行われていないのが現状である。そこで、本研究では、中心軸圧縮力および偏心圧縮力を受ける供試体に対し、ハイブリッド地震応答実験を行い、偏心圧縮力が地震時応答に与える影響について考察を行った。その結果、偏心圧縮橋脚は、中心軸圧縮橋脚に比べ、最大応答変位はあまり変わらないものの、残留変位が非常に大きくなることがわかった。

Key Words : steel bridge pier, eccentrically loaded, pseudodynamic test, level2 earthquake

1. 緒言

都市高速など市街地の高架橋は、その立地的な条件から様々な構造形態の橋脚が使われている。本研究は、その中でも上部構造重量が偏心載荷される単柱式鋼製橋脚(逆L形橋脚, Photo 1)を取り上げ、偏心圧縮力が地震時応答に与える影響について考察を行ったものである。著者らは、数年前から鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験を実施してきた^{2)~7)}が、上部構造重量が橋脚の中心軸に作用する条件で実験を行ってきた。他の機関での実験も同様^{1),8)}であり、偏心圧縮の状態での実験は皆無である。偏心圧縮橋脚は偏心による付加曲げのため、地震後の残留変位が中心軸圧縮橋脚よりも大きくなることが予想され、橋梁の機能保持の観点からこの影響を検討しておくことは重要になってくる。

そこで、本研究では、偏心圧縮力を受ける橋脚の橋軸直角方向の地震時挙動を解明するため、ハイブリッド地震応答実験および準静的載荷実験を計画、実施した。

名古屋高速道路公社の既設鋼製橋脚は380基あり、その内、約一割の39基が逆L形橋脚である。Fig.1は偏心量比 e/h (e =上部構造重量の偏心量, h =橋脚高さ)の分布を示したもので、最大0.5まで、ほぼ均等に分布していることがわかる。

本研究で用いた実験供試体は、補剛箱形断面で、文献9)で提案されたハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想に基づき設計されている。また、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の実験⁹⁾では、残留変位が大きくなるという問題点が指摘されているが、それを低減する方策として、①震度法による1次設計の安全率 ν

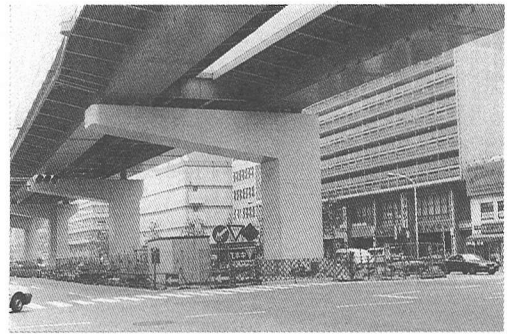


Photo 1 Inverted L-shape Steel Bridge Pier
(Nagoya Expressway)

の引き上げ、②ハイダクティリティー鋼製橋脚に対するコンクリートの柱基部への部分的充填、の2点を考え、その効果についても検証を行っている。

なお、本研究での実験は以下の条件で行われている。

- ① 柱頂部の回転に伴う橋脚はり部および上部構造の鉛直方向慣性力と回転慣性の影響を無視する。
- ② 一次設計による橋脚断面は地震荷重によって決定される。

上記の影響は、偏心量が大きくなると問題になってくる可能性があるが、本研究では比較的小さい偏心量で実験が行われているため、このような条件設定は結果に大きな影響を及ぼさないものと考えられる。

Table 1 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	h (mm)	h_c/h	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_o$	f	P/P_y
Centrally Loaded												
S35-35I	1033	—	104	224	201	4.85	26	4.85	3.7	0.175	1.0	0.172
S35-35H[A]	1033	—	104	224	202	4.87	26	4.87	3.6	0.175	1.0	0.172
S35-35H[B]	1033	—	104	223	201	4.74	26	4.74	3.8	0.179	0.8	0.138
SC35-35-30H	1033	0.30	104	224	201	4.77	26	4.77	3.8	0.181	1.0	0.172
Eccentrically Loaded ($e=75\text{mm}, e/h=0.073$)												
SE35-35I	1033	—	104	223	201	4.76	26	4.76	3.8	0.177	1.0	0.140
SE35-35H[A]	1033	—	104	224	201	4.76	26	4.76	3.8	0.177	1.0	0.140
SE35-35H[B]	1033	—	104	224	201	4.67	26	4.67	4.0	0.177	0.8	0.112
SCE35-35-30H	1033	0.30	104	224	201	4.74	26	4.74	3.9	0.176	1.0	0.139
See Fig.3, Eqs.(7)and(8) for notation.												
Width-Thickness ratio parameter $R_f \approx 0.33$, Slenderness ratio parameter $\bar{\lambda} \approx 0.35$												

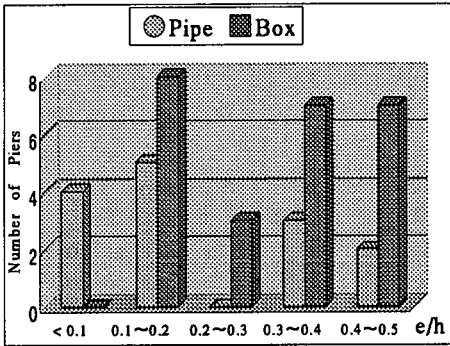
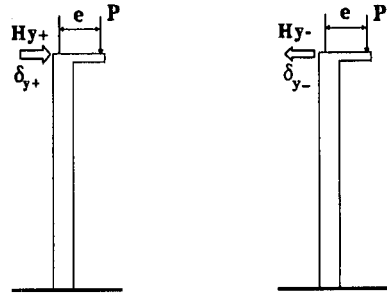


Fig.1 Statistical Data of Eccentricity Ratio (Nagoya Expressway)



(a) Positive direction (b) Negative direction

Fig.2 Definition of Yield Loads and Yield Displacements

2. 偏心圧縮橋脚の一次設計

ここでは、実験供試体の設計に際し必要となる偏心圧縮橋脚の震度法による一次設計方法をまとめておく。ただし、断面は2軸対称の箱形とする。

a) 鉛直荷重 P

上部構造重量に相当する鉛直荷重 P は、現行の道路橋示方書¹¹⁾ (以下、道示と略称する) に示されている有効座屈長の概念に基づき、次に示す局部座屈を考えない、はり一柱強度相関式により計算する。算出された P のうち小さい方の値を軸圧縮力として採用する。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{C_m \nu M_0}{M_y (1 - \nu P/P_E)} \leq f \quad (1)$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{\nu M_0}{M_y} \leq f \quad (2)$$

ここで、 ν = 安全率 (現行道示では、1.14)、 C_m = 等価モーメント修正係数 (本研究では、0.85)、 f = 照査式の低減係数 (後述)、 P_y = 全断面降伏軸力、 P_u = 有

効座屈長を用いて計算した中心軸圧縮強度、 P_E = 有効座屈長を用いて計算したオイラー座屈強度、 M_y = 降伏モーメントである。

部材基部のモーメント M_0 の値は、以下ようになる。

$$M_0 = k_h h P + P e \quad (3)$$

ここで、 k_h = 震度法に用いる設計水平震度 (地域別補正係数は 1.0 とする)、 h = 供試体の高さ、 e = 軸圧縮力の偏心量 (Fig.2 参照) である。

震度法による1次設計では、低減係数 f を 1.0 とし設計を行うが、この値を 1.0 より小さくすることにより、左辺に含まれる安全率 ν を大きくすることと同等の効果を得ることができる。残留変位低減の方策①では、低減係数 f を従来の 1.0 から 0.8 に引き下げて設計を行った。なお、 $f = 0.8$ とすることは、安全率を $\nu = 1.14/0.8 \approx 1.43$ とすることとほぼ等しい。このことは実験に際して、軸圧縮力 P が小さくなることを意味する。また、偏心圧縮の場合は、中心軸圧縮に比べ、軸圧縮力 P は小さくなる (Table 1 参照)。

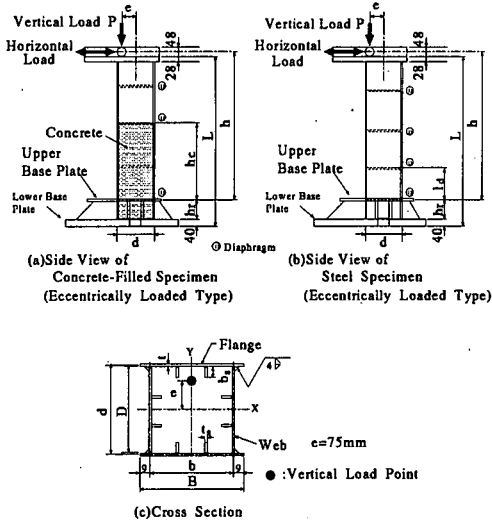


Fig.3 Test Specimens (Eccentrically Loaded)

b) 降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y

降伏水平荷重 H_y は、式 (1),(2) の安全率 ν を 1.0 と置いた式に、式 (4) の M_0 を用いることにより、式 (5),(6) のように求められる。 M_0 は偏心載荷方向 (+ 方向) と反対方向 (- 方向) に対し、それぞれ次のようになる。

$$M_0 = H_y h \pm Pe \quad (4)$$

ここで、 \pm は、(±) の方向と一致させる。

$$H_{y\pm} = \frac{(1 - \frac{P}{P_u}) M_y (1 - \bar{\lambda}^2 \frac{P}{P_y})}{0.85 h} \mp \frac{Pe}{h} \quad (5)$$

$$H_{y\pm} = \frac{(1 - \frac{P}{P_y}) M_y}{h} \mp \frac{Pe}{h} \quad (6)$$

ここで、 H_{y+} は (+) 方向、 H_{y-} は (-) 方向荷重の降伏水平荷重 (Fig.2 参照) であり、複合は同順である。式 (5),(6) から求まる $H_{y\pm}$ のうち小さい方の値を降伏水平荷重とする。 $H_{y\pm}$ に対応する降伏水平変位 $\delta_{y\pm}$ は、降伏水平荷重を柱の剛性 (曲げ剛性とせん断剛性の和) で除して求められる。ただし、水平変位は軸圧縮力 P による水平変位からの増分とする。

3. 実験の概要

(1) 実験供試体

本研究では、縦補剛材とダイヤフラムで補剛された正方形箱断面供試体のパラメータをハイダクティリティー鋼製橋脚の設計方法^{9),10)}に基づいて決定している。これは、橋脚断面のフランジ幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、縦補剛材剛比 γ 、縦補剛材細長比パラメータ¹⁾ $\bar{\lambda}_s$ に制限を設けて、目標塑性率 (= 終局変位 / 降伏変位) を確保する方法である。文献 10) によ

Table 2 Tension Coupon Test Results of Steels

σ_y (MPa)	E (GPa)	ϵ_y (%)	E_{st} (GPa)	ϵ_{st} (%)	δ_{el} (%)	μ_s
Centrally Loaded						
S35-35I						
382	208	0.183	5.05	1.12	31.0	0.275
S35-35H[A]						
382	208	0.183	5.05	1.12	31.0	0.275
S35-35H[B]						
389	203	0.192	5.33	1.59	29.9	0.258
SC35-35-30H						
411	211	0.195	5.19	1.60	29.1	0.251
Eccentrically Loaded						
SE35-35I						
389	207	0.189	4.82	1.40	31.2	0.255
SE35-35H[A]						
389	207	0.189	4.82	1.40	31.2	0.255
SE35-35H[B]						
385	208	0.185	4.18	1.50	29.5	0.272
SCE35-35-30H						
386	208	0.186	3.50	1.48	29.7	0.269

Table 3 Compression Test Results of Concrete

Specimen	f_c (MPa)	E_c (GPa)	μ_c
SC35-35-30H	20.9	20.5	0.180
SCE35-35-30H	22.2	21.1	0.168

れば、 $R_f \leq 0.35$, $\bar{\lambda} \leq 0.35$, $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ (γ^* は弾性理論から求められる補剛材最適剛比), $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ とすることにより、概略 6.0 の塑性率を確保できる。本研究の供試体は $R_f \approx 0.35$, $\bar{\lambda} \approx 0.35$, $\gamma/\gamma^* \approx 3.0$, $\bar{\lambda}_s \approx 0.2$ で設計している。同一寸法の中心軸および偏心圧縮供試体を 4 体ずつ製作し、それぞれ、繰り返し載荷実験用に 1 体、ハイブリッド地震応答実験用に 3 体を使用した (Table 1)。ハイブリッド地震応答実験用の供試体については、a) ハイダクティリティー鋼製橋脚 (S35-35H[A], SE35-35H[A]), b) 安全率を引き上げて 1 次設計したハイダクティリティー鋼製橋脚 (S35-35H[B], SE35-35H[B]), c) ハイダクティリティー鋼製橋脚の基部にコンクリートを柱長の 30% 充填したコンクリート部分充填鋼製橋脚 (SC35-35-30H, SCE35-35-30H) の 3 タイプである。

供試体名の S は補剛箱形断面鋼製橋脚を、C はコンクリート充填柱を、E は偏心圧縮を受ける橋脚を、I は繰り返し載荷実験用の供試体を意味する。また、次に続く数値は、幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、コンクリート充填率 h_c/h の設計値の値を 100 倍した値を示している。幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (7)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

ここで、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y = 鋼材の降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 ν = 鋼材のポアソン比、 $k = 4n^2$ = 板の座屈係数、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (=3)、 h = 供試体の高さ、 r = 鋼断面の断面 2 次半径である。供試体は $R_f = \bar{\lambda} = 0.35$ で設計したが、実測値で計算した値は $R_f \approx 0.33$ 、 $\bar{\lambda} \approx 0.35$ であった。Fig.3 に偏心軸圧縮供試体の概念図を示す。偏心量 e は 75 mm で、 $e/h = 0.073$ である。中心軸圧縮柱の場合は、偏心量 e が零となるように製作した。この偏心量は Fig.1 の実績データに比べ非常に小さいが、試験装置の制約からこの値を採用した。製作には、板厚 4.5mm の SM490YA 材を用い、断面は補剛箱形断面とした。供試体の両端部には端部治具に取り付けるための厚さ 28mm (上部) と 40mm (下部) の鋼板が溶接されている。供試体最下部のフランジとウェブの両面には、局部座屈の発生を防止し、かつ、剛域を確保するための台形リブが取り付けられ、台形リブ上部はダイヤフラムで補剛されている。

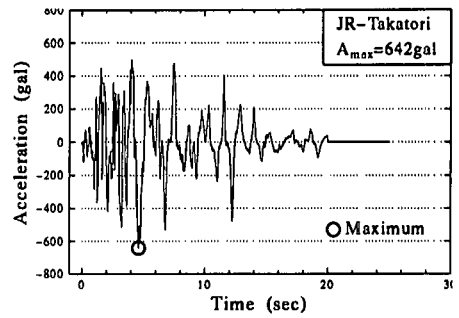
Table 2 に、製作に使用した鋼板から切り出した JIS5 号試験片の引張試験結果を示す。また、Table 3 に、充填コンクリートの圧縮試験結果を示す。圧縮試験は柱の載荷実験を同日に行った。充填コンクリートは、圧縮強度 19.6 MPa (200 kgf/cm²) を基準として配合を行った。Table 2,3 中の記号は、 σ_y = 鋼材の降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 ε_y = 降伏ひずみ、 E_{st} = 鋼材の初期ひずみ硬化係数、 ε_{st} = ひずみ硬化開始ひずみ、 δ_{el} = 伸び率、 μ_s = 鋼材のポアソン比、 f_c = コンクリート圧縮強度、 E_c = コンクリートの弾性係数、 μ_c = コンクリートのポアソン比である。

(2) 実験方法

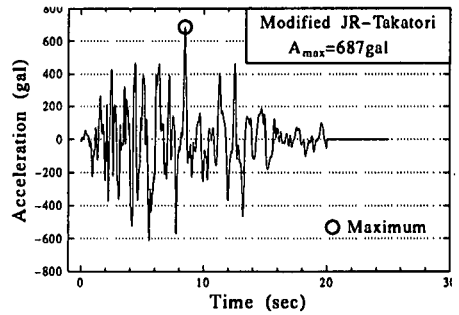
繰り返し載荷実験は変位増分を降伏変位とし、各変位振幅での繰り返し数は 1 回とした。偏心圧縮の場合、(±) 側の変位増分にそれぞれ、 δ_{y+} 、 δ_{y-} を用いた。

ハイブリッド地震応答実験手法としては、文献 2) の相似則を考慮した実験手法のうち、手法 2 (相似モデル解析型手法) を用いた。本研究では想定橋脚と供試体との間の相似比として、 $S=8$ を用い、減衰定数は $\xi = 0.05$ とした。

入力地震動は、兵庫県南部地震観測地震動である、JR 警報地震計観測地震動 (鷹取) の NS 成分およびそれを道示のレベル 2、タイプ II、II 地盤種のスペクトルに適合するように修正した地震動¹²⁾ であり、Fig.4 にそれらの加速度波形を示す。ただし、地震動は加速度



(a) Original



(b) Modified

Fig.4 JR-Takatori Accelerograms used in Tests

の特徴のある部分を取り出し 20 秒間の波形とし、自由振動のために加速度が零の成分を 5 秒加えて全体で 25 秒の地震波とした。Fig.4 (a),(b) を比較すると、加速度波形の概形はあまり変わらないものの、最大加速度を記録する時刻とその値がともに変わっていることがわかる。2 波形とも、主要動は 10 秒間程度であり、100gal 以下の加速度波形直後に急激に大きな加速度が生じる地震波である。過去に行われたハイブリッド地震応答実験^{5),7)} では、原波形 (a) は際だって大きな応答を与え、最大応答は橋脚の固有周期が長い一部の事例を除いて、4 ~ 6 秒付近のマイナス側へのピーク (図中の○印の点で、加速度は 642gal) が入力した直後に記録されている。なお、偏心圧縮力を受ける供試体の場合、中心軸圧縮供試体の実験より最大応答を示す方向を求めておき、偏心載荷方向と最大応答を示す方向を一致させるように地震動の入力方向を決定した。

各実験における軸力比 P/P_y (P_y = 全断面降伏軸力) を Table 1 に、想定実橋脚 ($S = 8$) の固有周期 T を Table 4 に示す。前述のように $f = 0.8$ および偏心圧縮は軸圧縮力を小さくすることになるため、それらの供試体の軸力比は、中心軸圧縮で $f = 1.0$ の供試体の軸力比より小さくなっている。

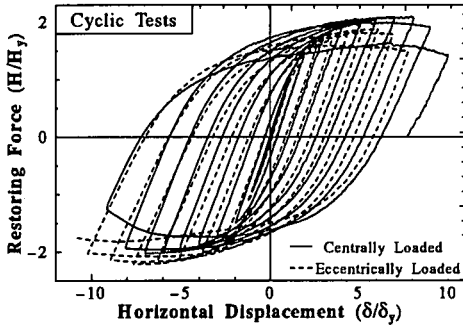


Fig.5 Cyclic Test Results (S35-35I and SE35-35I)

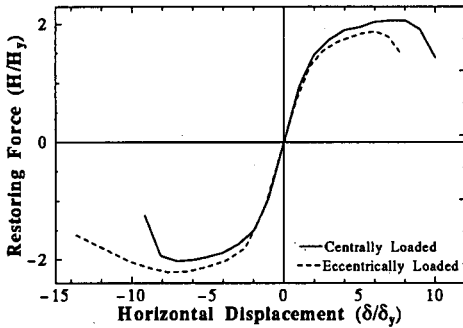


Fig.6 Comparison of Envelope Curves

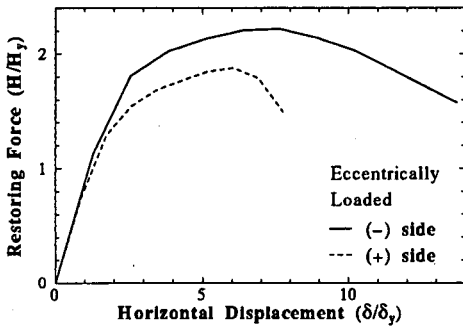


Fig.7 Comparison of Envelope Curves in Positive and Negative Sides

4. 実験結果

(1) 繰り返し載荷実験

Fig.5 に中心軸圧縮、偏心圧縮供試体の履歴ループの比較、Fig.6 に履歴ループの包絡線の比較、Fig.7 に偏心圧縮力を受ける供試体の(±)両方向での包絡線の比較を示す。また、最大水平耐力 H_m 、それに対応する変位 δ_m は Table 4 にまとめてある。なお、水平荷重、水平変位は、中心軸圧縮橋脚の H_y, δ_y で無次元化してある。また、偏心圧縮供試体の水平変位は、鉛直荷重 P による初期変位の位置を零として測定した変位である。

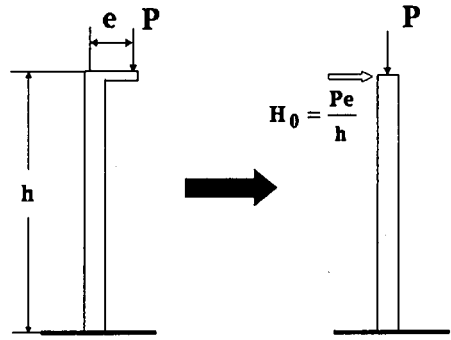


Fig.8 Equivalent Horizontal Load H_0 Caused by Eccentricity of P

中心軸圧縮では、最大水平耐力 H_m に対応する変位 δ_m は、 $\delta_m \approx 7\delta_y$ であり、これは目標塑性率 $\delta_m/\delta_y = 6.0$ を上回っている。このことからハイダクティリティー鋼製橋脚の設計基準を満たすことで、コンクリートを充填することなく大きな変形能が得られる。

偏心圧縮の場合、 δ_m は偏心載荷方向で概略 $6\delta_y$ 、反対方向で概略 $8\delta_y$ となった。最大水平耐力を中心軸圧縮と比較すると、偏心載荷方向で約 10% 低下、反対方向で約 10% 上昇している。これは、Fig.8 に示したように、偏心載荷による付加的なモーメント $M_0 = Pe$ を等価な水平荷重 $H_0 = Pe/h$ に置き換えて考えたとき、偏心圧縮供試体は常に偏心載荷方向に H_0 が作用しているのと同じ状態にあるからである。SE35-35I に対するこの値は $H_0 \approx 0.2H_y$ である。

最大水平耐力後の劣化域では、中心軸圧縮の場合は、両方向で挙動の違いは見られないのに対し、偏心圧縮の場合では、両方向で大きな違いが見られ、偏心載荷方向に比べて反対方向の劣化勾配がかなり緩やかであった。これも、偏心圧縮力による付加的な水平力 H_0 が橋脚の劣化を押さえる方向に働いているためである。

(2) ハイブリッド地震応答実験 - JR 腐取地震動

Fig.9~11 に、鋼柱、設計条件式右辺の値 f を 0.8 と引き下げて設計した鋼柱、コンクリート部分充填柱の 3 タイプについての応答変位と復元力履歴ループの実験結果を示す。荷重及び変位の値は、それぞれ降伏荷重、降伏変位で無次元化してある。ただし、偏心軸圧縮の場合、無次元化量としては、降伏荷重 H_{y+} 、降伏変位 δ_{y+} を用いた。また、Table 4 に最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R の実験結果がまとめてある。

Fig.9~11 を見ると、過去の JR-Takatori 地震動を用いたハイブリッド地震応答実験と同様、最大加速度を含む波が入力した直後の 5 秒付近で最大応答変位を生じている。3 タイプとも、降伏変位で無次元化した最

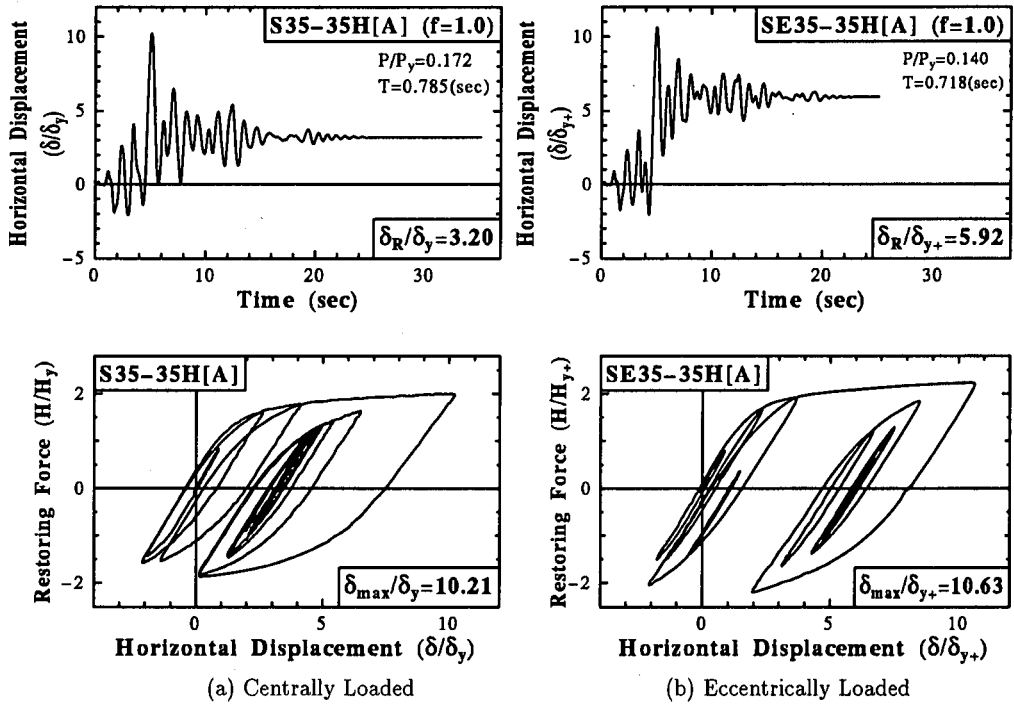


Fig.9 Pseudodynamic Test Results ($f=1.0$, JR-Takatori)

Table 4 Summary of Test Results

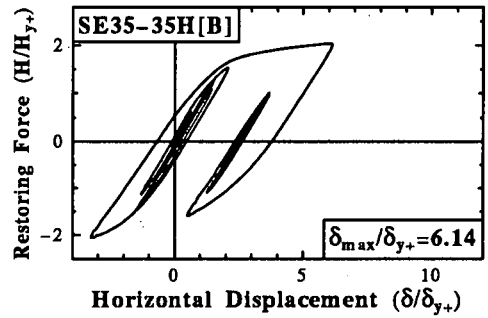
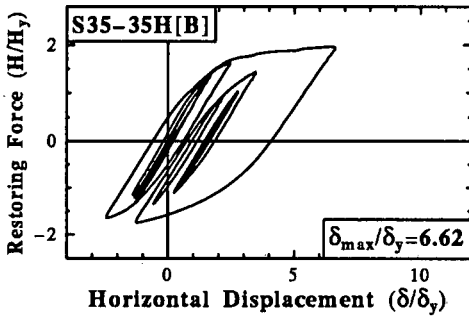
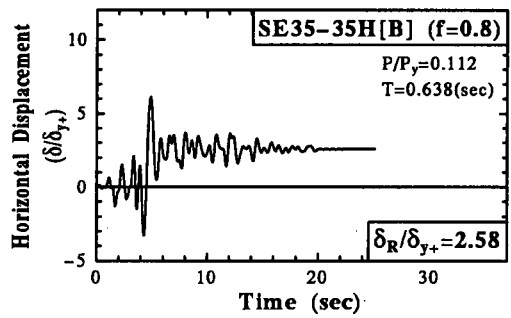
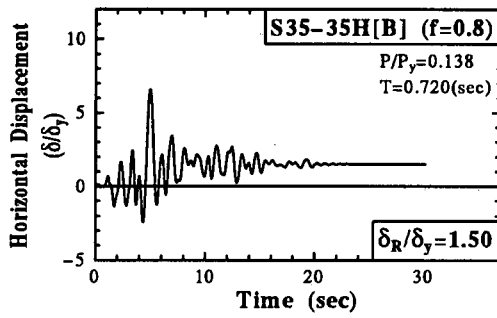
Specimen	f	P/P_y	T (sec)	H_{y+} (kN)	H_{y-} (kN)	δ_{y+} (mm)	δ_{y-} (mm)	H_{max}/H_{y+} or H_m/H_{y+}	δ_{max}/δ_{y+} or δ_m/δ_{y+}	δ_R/δ_{y+}	δ_R/h
Centrally Loaded											
S35-35I	1.0	0.172	—	99.2	—	5.61	—	2.06	7.49	—	—
S35-35H[A]	1.0	0.172	0.785	99.8	—	5.60	—	2.00	10.2	3.20	1/58
S35-35H[B]	0.8	0.138	0.720	102.6	—	6.12	—	1.96	6.62	1.50	1/113
SC35-35-30H	1.0	0.172	0.750	104.5	—	5.11	—	2.09	10.6	2.75	1/77
Eccentrically Loaded											
SE35-35I	1.0	0.140	—	83.1	122.8	4.84	7.16	2.24	7.00	—	—
SE35-35H[A]	1.0	0.140	0.718	83.2	122.9	4.84	7.16	2.23	10.6	5.92	1/36
SE35-35H[B]	0.8	0.112	0.638	87.5	118.3	5.20	7.02	2.04	6.14	2.58	1/77
SCE35-35-30H	1.0	0.139	0.659	81.8	120.9	4.08	6.04	2.42	11.2	5.32	1/48

T : Natural Period of Assumed Real Pier, H_{max} : Maximum Inertia Force, H_m : Maximum Horizontal Load
 δ_{max} : Maximum Displacement, δ_m : Displacement Corresponding to H_m , δ_R : Residual Displacement

大応答変位 (応答塑性率) は偏心载荷と中心軸载荷でほぼ同じである。

これに対して、残留変位は偏心圧縮の方が中心軸圧縮の2倍近く大きい。これは次のように説明されよう。Fig.9~11のそれぞれの図の $H-\delta$ 関係において、中心軸圧縮柱と偏心圧縮柱の最大応答変位直後の除荷域の曲線に着目すると、いずれのケースにおいても、偏心圧縮の曲線の勾配の方が、中心軸圧縮のそれより大きい、すなわち、剛性の低下が緩やかであることがわかる。その結果、偏心圧縮柱は元の位置に戻り切れなく、偏心方向に変位したまま振動し、地震終了後に大き

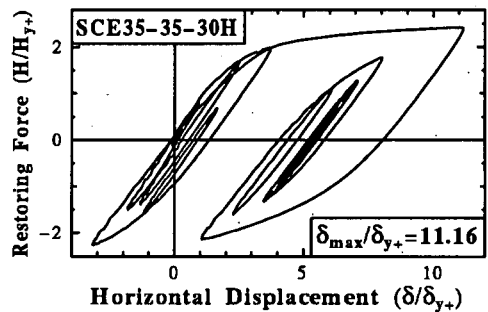
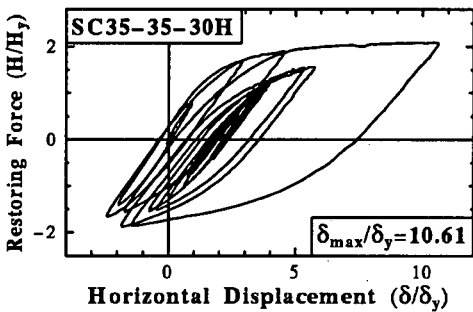
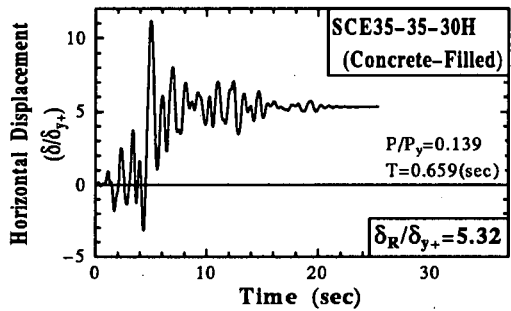
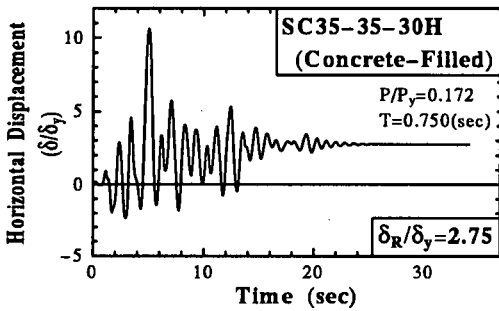
な変位が残留することになる。除荷域における $H-\delta$ 関係の勾配の差は、前述の偏心圧縮によるモーメントに等価な水平力 $H_0 = Pe$ によるものであり、偏心圧縮の方が "除荷剛性が高く" なることに起因する。このことから、例えば偏心側のフランジを反対側のフランジより厚くしておき、中立軸を偏心側にずらすことにより残留変位を小さくすることができると考えられる。なお、本実験での偏心量 e は $e/h = 0.073$ で、実在の橋脚の偏心量に比べれば小さい方である (Fig.1 参照)。従って、偏心による残留変位の低減方法については、さらに詳しい研究が必要である。



(a) Centrally Loaded

(b) Eccentrically Loaded

Fig.10 Pseudodynamic Test Results ($f=0.8$, JR-Takatori)



(a) Centrally Loaded

(b) Eccentrically Loaded

Fig.11 Pseudodynamic Test Results (Concrete-filled, JR-Takatori)

次に、 $f = 1.0$, $f = 0.8$, コンクリート充填柱の3タイプについて比較を行うと、それぞれ残留変位低減の効果が表れている。 $f = 0.8$ は、 $f = 1.0$ に比べて、最大応答変位で30%、残留変位で50%以上の低減がなされた。これは、低減係数を $f = 0.8$ と小さくすることで軸力比 P/P_y が小さくなり、余剰強度が生じたためであると考えられる。コンクリート充填柱については、最大応答変位はほとんど変わらないが、15%程度残留変位が低減されている。これは、最大応答時に生じる圧縮フランジ側の局部座屈発生を充填コンクリートが抑止したためである。

(3) ハイブリッド地震応答実験—修正 JR- 鷹取地震動

以上は JR-Takatori の原地震動を用いた実験であるが、損傷の比較的小さかった SE35-35H[B] の供試体を用いて、修正 JR-Takatori 地震動 (Fig.4(b)) による実験を行ったので結果を Fig.12 に示す。ただし、 $f = 0.8$ として軸圧縮力 P を定めた ($P/P_y = 0.112$)。この結果を JR-Takatori の原地震動に対する結果 (Fig.10) と比較すると、最大応答を生じる時間はほとんど変わらず、最大応答変位は JR-Takatori の 75% 程度であるが、残留変位は大きく異なり、修正地震動は観測地震動の 1/4 程度の値にしかならない。

5. エネルギー一定則、変位一定則による最大応答変位の推定

エネルギー一定則¹³⁾ならびに変位一定則¹³⁾により推定した最大応答変位 (それぞれ、 δ_{NL} , δ_E) を実験値と比較する^{3)~5)}。弾塑性応答の包絡線としては、変動変位繰り返し載荷実験より得られた包絡線を用いた。ただし、中心軸圧縮の場合は両方向での平均値を、偏心軸圧縮の場合は最大応答変位を示した偏心載荷方向の包絡線を用いた。弾性最大応答変位 δ_E に関しては、次式 (9) を用いた。

$$\delta_E = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (9)$$

ここで、 T = 橋脚の固有周期、 S_a = 弾性加速度応答スペクトルである。本研究では、Fig.13 の弾性加速度応答スペクトルを用いて S_a を求めた。

Table 5 に実験より得られた最大応答変位および推定値の比較を示す。

エネルギー一定則の値を比較すると、中心軸圧縮については、 $\delta_{NL}/\delta_{max} = 0.93$ と比較的一致するが、偏心圧縮については、 $\delta_{NL}/\delta_{max} = 0.74 \sim 0.78$ であり、低めの推定値を与えることがわかる。一般に、エネルギー一定則は、加速度応答スペクトルがほぼ一定の短周期領域では、比較的合うと言われている。JR-Takatori

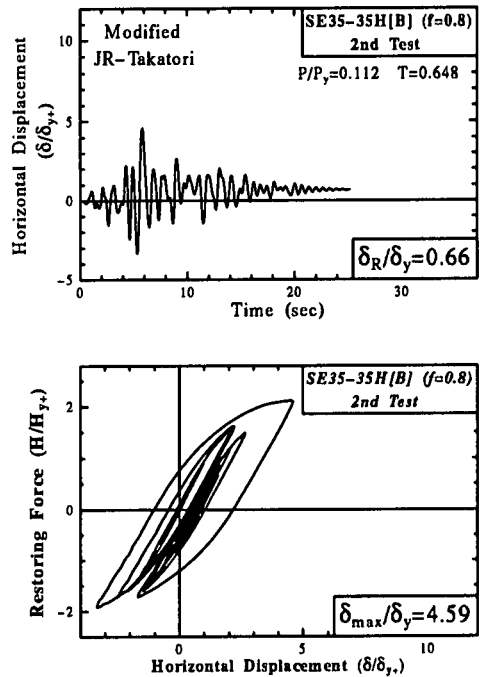


Fig.12 Pseudodynamic Test Results ($f = 0.8$, Modified JR-Takatori)

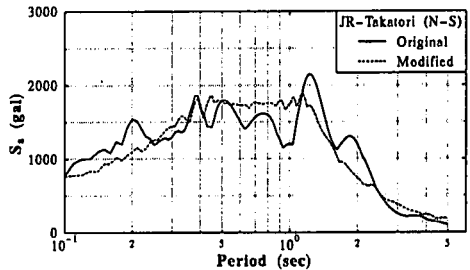


Fig.13 Acceleration Response Spectrum S_a of JR-Takatori N-S ($\xi = 0.05$)

地震波の場合は、0.4~1.2 (sec) の範囲がこれに相当する (Fig.13 参照)。本研究で用いた供試体の固有周期は、0.6~0.8 (sec) であり、これは JR-Takatori 地震波の加速度応答スペクトルが一定の範囲に含まれる。この結果から、最大応答変位と加速度応答スペクトルの相関関係が良く表されていることが言える。ただし、偏心圧縮橋脚についてはさらなる検討が必要である。

変位一定則については、中心軸圧縮、偏心圧縮とも、 $\delta_E/\delta_{max} = 0.5 \sim 0.6$ とあまり一致していない。これは、変位一定則が、速度応答スペクトル一定の比較的長周期領域でよく合うという知見と符合する。

結果的には、推定値の方が実験値よりも小さく、過

Table 5 Experimental and Predicted Maximum Displacements

Specimen	δ_{max}/δ_y	δ_{NL}/δ_y	δ_{NL}/δ_{max}	δ_E/δ_y	δ_E/δ_{max}	T (sec)
S35-35H[A]	10.2	9.48	0.93	5.61	0.55	0.785
SE35-35H[A]	10.6	8.26	0.78	5.37	0.51	0.718
S35-35H[B]	6.62	6.13	0.93	4.28	0.65	0.720
SE35-35H[B]	6.13	4.50	0.74	3.52	0.57	0.638
δ_{max} :Experimental, δ_{NL} :Predicted by Potential Energy Constant Approach, δ_E :Predicted by Constant Displacement Approach, T :Natural Period.						

小評価をしており、本研究で用いた橋脚に関しては、若干危険側の評価となった。また、中心軸圧縮、偏心圧縮での比較を行うと、偏心圧縮の方が小さい値を示しており、中心軸圧縮に比べて、エネルギー一定則、変位一定則の適応に若干の問題があることが言える。

6. 機能保持限界の照査

ここでは、文献1)の機能保持限界の照査法に基づき、残留変位を基に機能保持性の検討を行う。

Table 6に、文献1)で提案された許容損傷度の分類と機能保持限界値の関係を、Table 4に実験より得られた残留変位の値を橋脚高さ h で除した量を示す。

これらの表を見ると、S35-35H[B]以外の損傷度は崩壊 (A_5) と見なされるランクとなっている。これは本研究での入力地震波のJR-Takatori地震動が、固有周期0.8秒以下では最大応答変位、残留変位とも非常に大きい応答を与える地震動であるためである。ただ、S35-35H[B]の供試体は損傷度Aであり、設計条件式の右辺の値を引き下げることによる効果が現れていると言える。

また、Fig.12に示すように、SE35-35H[B]の供試体にJR-Takatori地震動を入力した後、修正JR-Takatori地震動を入力してみたところ、 $\delta_R/h = 0.0034 (=1/291)$ となり、損傷度Bに抑えることができた。JR-Takatori地震動を入力した後でもかかわらず損傷度がBに収まり、修正地震動に対しては残留変位がかなり小さいことがわかる。

7. 結言

本研究では、中心軸圧縮力、偏心圧縮力を受ける橋脚に対し、準静的載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験を行い、偏心載荷の影響について調べた。

ハイブリッド地震応答実験に使用した地震動は、過去に行われたハイブリッド実験において際だって大きい応答を与えた地震動である、JR警報地震計観測地震動(鷹取)のNS成分およびそれを道示のレベル2、タイプII、II地盤種のスペクトルに適合するように修正した地震動を用いた。

実験供試体は、縦補剛材とダイアフラムで補剛された正方形箱形断面供試体のパラメータに、フランジ幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leq 0.35$ 、縦補剛材細長比 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ と制限を設けて、目標塑性率(本研究では、概略6.0)を確保するハイダクティリティー鋼製橋脚の設計方法に基づき製作された。中心軸圧縮用、偏心圧縮用に①ハイダクティリティー鋼製橋脚、②安全率を引き上げて1次設計したハイダクティリティー鋼製橋脚、③ハイダクティリティー鋼製橋脚の基部にコンクリートを柱長の30%充填したコンクリート部分充填鋼製橋脚の3タイプを使用した。偏心供試体の偏心量 e は、 $e = 75\text{mm}$ ($e/h = 0.073$) とした。

実験結果より以下のような結論が得られた。

準静的実験

1. 中心軸圧縮供試体の最高荷重時の塑性率は7.0程度で、目標塑性率の6.0を上回った。
2. 偏心圧縮橋脚では偏心側で6.0、反対側で8.0程度の塑性率が得られ、使用供試体のハイダクティリティー性が実証された。

ハイブリッド地震応答実験

1. 偏心圧縮力を受ける供試体に対しても、入力した地震動では耐力の低下は見られず、ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能が実証された。
2. 偏心圧縮力による影響は、最大応答変位にはほとんどあられない。
3. 偏心圧縮力による影響は残留変位に顕著にあらわれ、中心軸圧縮供試体の2倍程度になった。
4. 偏心圧縮に起因する水平力 H_0 (Fig.8)のため、最大応答後の供試体は元の位置に戻りきらず、傾いたまま振動するのが、残留変位が大きくなる主要因である。
5. 従って、偏心曲げが作用する方向と逆方向の曲げに対する強度を小さくする(例えば、偏心側のフランジを反対側のフランジより厚くする)ことにより残留変位を小さくすることができる可能性がある。

残留変位低減について

1. 設計条件式(式(1),(2))の右辺 f の値を引き下げることにより、安全率引き上げと同等の効果が得

Table 6 Damage Degrees Proposed in Ref.(1)

Rank	Residual Displacement	Damage Degree
A_s (Collapse)	$h/100 \leq \delta_R$	Collapsed
A (Large Damage)	$h/150 \leq \delta_R \leq h/100$	Not collapsed, but have lost function. More than two months are required for restoring.
B (Medium Damage)	$h/300 \leq \delta_R \leq h/150$	Only emergency vehicles can run. Two weeks ~ two months are required for restoring.
C (Small Damage)	$h/1000 \leq \delta_R \leq h/300$	Several days are required for restoring, or ordinary vehicles can pass while being repaired.
D (No Damage)	$\delta_R \leq h/1000$	Almost no damage

られ、 $f = 0.8$ にすることにより最大応答変位で 35%、残留変位で 50% 以上低減された。

2. コンクリートを部分充填することにより、若干の残留変位低減がなされる。

謝辞：本研究は、平成 9 年度文部省科学研究費・特定領域研究「都市直下地震」(研究代表者 小谷俊介東大教授)の補助金および名古屋高速道路公社からの委託研究費を使用して行った。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG：橋脚の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996 年 7 月。
- 2) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30,pp.179 - 190, 1995. 1.
- 3) 宇佐美勉，才塚邦宏，木曾英滋，伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No.519/I-32,pp.101 - 113,1995. 7.
- 4) 才塚邦宏，宇佐美勉，木曾英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A,pp.227 - 288, 1995. 3.
- 5) 宇佐美 勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した

- 基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33, pp.55 - 67, 1995.10.
- 6) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島徑：細長比の大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動，土木学会論文集，No.537/I-35,pp.77 - 88.1996.4.
- 7) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部指針観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No.556/I-38,pp.119 - 129,1997.1.
- 8) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I)~(VII)，1997.4~1997.12.
- 9) 宇佐美勉，渡辺孝一，金田一智章，岡本陸，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43,207 - 218,1998.4.
- 10) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol.31,No.6,pp.30 - 36,1997.6.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，V 耐震設計編，1996 年 12 月。
- 12) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 13) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，pp.133-135,1981.

(1998.11.2 受付)

PSEUDODYNAMIC TESTS OF ECCENTRICALLY LOADED STEEL BRIDGE PIERS

Tsutomu USAMI, Daisuke HONMA and Kazuya YOSHIZAKI

In urban highways, various types of bridge piers have been built depending on the condition of location. In this study, eccentrically loaded as well as central loaded steel bridge piers are tested pseudodynamically. Two types of models were designed in accordance with the proposal of high ductility steel bridge piers. Seismic responses of the two types of bridge pier models are compared and discussed.